

TOEGEPASTE GEOLOGIE EN HYDROGEOLOGIE

SIMULATIE VAN DE STIJGHOOGTEVERLAGINGEN
IN EN ROND EEN ZANDWINNINGSPUT OMGEVEN
DOOR EEN SLIBWAND, GELEGEN AAN DE
NIJVERHEIDSSTRAAT TE VEURNE

OPDRACHTGEVER

N.V. STADSBADER-FLAMAND

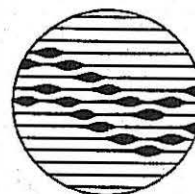
**SIMULATIE VAN DE STIJGHOOGTEVERLAGINGEN
IN EN ROND EEN ZANDWINNINGSPUT OMGEVEN
DOOR EEN SLIBWAND, GELEGEN AAN DE
NIJVERHEIDSSTRAAT TE VEURNE**

OPDRACHTGEVER

N.V. STADSBADER-FLAMAND

1 DECEMBER 1992

**SIMULATIE VAN DE
STIJGHOOGTEVERLAGINGEN IN EN ROND
EEN ZANDWINNINGSPUT OMGEVEN DOOR
EEN SLIBWAND, GELEGEN AAN DE
NIJVERHEIDSSTRAAT TE VEURNE**



geologisch instituut S8
krijgslaan 281
B-9000 gent

telefoon 091/64 46 47
fax 091/64 49 97



Leiding : Prof. Dr. W. DE BREUCK

Studie en verslag : Dr. L. LEBBE
Drs. I. BOLLE

Onderzoek : TGO 92035

Datum : 1 december 1992

INHOUD

1. INLEIDING	1
2. GEBRUIKTE GEGEVENS	2
3. HYDROGEOLOGIE VAN HET BETROKKEN GEBIED	3
4. SIMULATIE VAN DE STIJGHOOGTEVERLAGINGEN IN EN ROND DE ZAND- WINNINGSPUT OMGEVEN DOOR EEN SLIBWAND	6
4.1. Numeriek model	6
4.2. Schematisering van het grondwaterreservoir in het numeriek model	8
4.3. Verlagen met een wand van 0,10 m dikte ($k = 10^{-10}$ m/s)	9
4.4. Verlagen met een wand van 0,02 m dikte ($k = 10^{-10}$ m/s)	11
4.5. Verlagen met een wand van 0,50 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)	11
4.6. Verlagen met een wand van 0,10 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)	14
4.7. Verlagen met een wand van 0,02 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)	14
4.8. Kommentaar en besluiten	17
5. BESPREKING VAN DE NOTA : "Hydraulische eigenschappen van de wand en van de bodem afgeleid uit de peilbuizen en debiet- metingen" (10.5257 CE/ACG, 10 juni 1992, Brussel).	20
REFERENTIES	23

1. INLEIDING

Naar aanleiding van het schrijven van 15 juni 1992 met referentie JC/9206/84C werd door het Laboratorium voor Toegepaste Geologie en Hydrogeologie van de Universiteit Gent (LTGH) een simulatie uitgevoerd van de stijghoogteverlagingen in en rond een zandwinningsput omgeven door een slibwand.

Hoofdstuk 2 geeft een overzicht van de gebruikte gegevens terwijl in hoofdstuk 3 een hydrogeologische schets van het betrokken gebied wordt gegeven.

Hoofdstuk 4 behandelt de eigenlijke simulatie met een schematisatie van het betrokken grondwaterreservoir en een berekening van de verlagingen voor verschillende slibwanddiktes.

Tot slot wordt in hoofdstuk 5 de nota van Fontec dd. juni 1992 besproken.

2. GEBRUIKTE GEGEVENS

Onderhavige studie en verslag zijn gebaseerd op de volgende documenten ons ter beschikking gesteld door de N.V. STADSBA-
DER-FLAMAND :

- de resultaten van de boringen V3, V13 en V14 met situatie-
plan van de boringen en sonderingen
- prijsaanvraag Stadsbader dd. 22.05.1990
- verslag nr. 90-05-PB dd. 31.05.1990 van de drie sonderingen
uitgevoerd door BVBA Verbeke
- offerte Fontec met bijlagen dd. 12 juni 1990
- bestelling Stadsbader met bijlagen dd. 04 juli 1990
- bevestiging Fontec met bijlagen dd. 09 juli 1990
- brief Stadsbader dd. 11 maart 1991
- brief Fontec dd. 15 maart 1991
- brief Fontec dd. 28 maart 1991
- brief Stadsbader dd. 29 maart 1991
- brief Fontec dd. 04 april 1991
- brief Stadsbader dd. 05 april 1991
- brief Stadsbader dd. 27 november 1991
- brief Fontec dd. 11 december 1991
- brief Stadsbader dd. 07 januari 1991
- brief Stadsbader dd. 24 januari 1992
- brief Fontec dd. 04 februari 1992
- brief Stadsbader dd. 18 februari 1992
- opmeting peilputten en situatieplan
- rapport betreffende de geotechnische problemen gesteld bij
het graven van een bergingsput te Veurne opgemaakt dd. 26
april 1991 door de BVBA Adinco uit Vilvoorde
- overzichtstabel met de neerslag van de jaren '87 tot en met
'91
- Fontec's opinie betreffende de oorzaak van de disconti-
nuïteit in de dunwand dd. 11 juni 1991
- Hydraulische eigenschappen van de wand en van de bodem
afgeleid uit de peilbuizen en debietmetingen dd. 10 juni
1992 (nota Fontec)

3. HYDROGEOLOGIE VAN HET BETROKKEN GEBIED

De hydrogeologische opbouw van het betrokken gebied is weergegeven op een SW-NE doorsnede (fig. 1). Deze doorsnede, waarvan de ligging is aangegeven op figuur 2, is opgesteld aan de hand van de resultaten van twee diepsonderingen (S2 en S3) en van twee droge boringen (V3 en V14).

De basis van het kwartair grondwaterreservoir wordt gevormd door de ca. 115 m dikke Ieperiaan klei die zeer slecht doorlatend is. De top van deze klei komt voor op ca. 14 m diepte. In de kwartaire watervoerende laag ter hoogte van het betrokken gebied kunnen zeven lithologische eenheden worden onderscheiden.

Van onder naar boven vinden we :

- een fijn zandige leemlaag met schelpen en soms grint aan de basis. De dikte varieert van 1 tot ca. 3 m
- een leemhoudende fijne zandlaag met een dikte van ca. 2 à 3 m
- een 1 à 1,5 m dikke leemlaag met veenbrokken en schelpen, soms fijn zandig
- een laag fijn zand met wisselend leemgehalte, 2,5 tot 5 m dik
- een veenlaag van gemiddeld 1 m dikte
- een sterk veenhoudende leemlaag met een dikte van 0,5 tot 2 m
- een ca. 1 m dikke laag zandhoudende leem en klei.

De sterk wisselende lithologie van de kwartaire afzettingen veroorzaken verschillende doorlatendheden in de onderscheiden lagen waarmee dient rekening gehouden te worden bij de schematisatie van het grondwaterreservoir in het numeriek model (zie 4.2.).

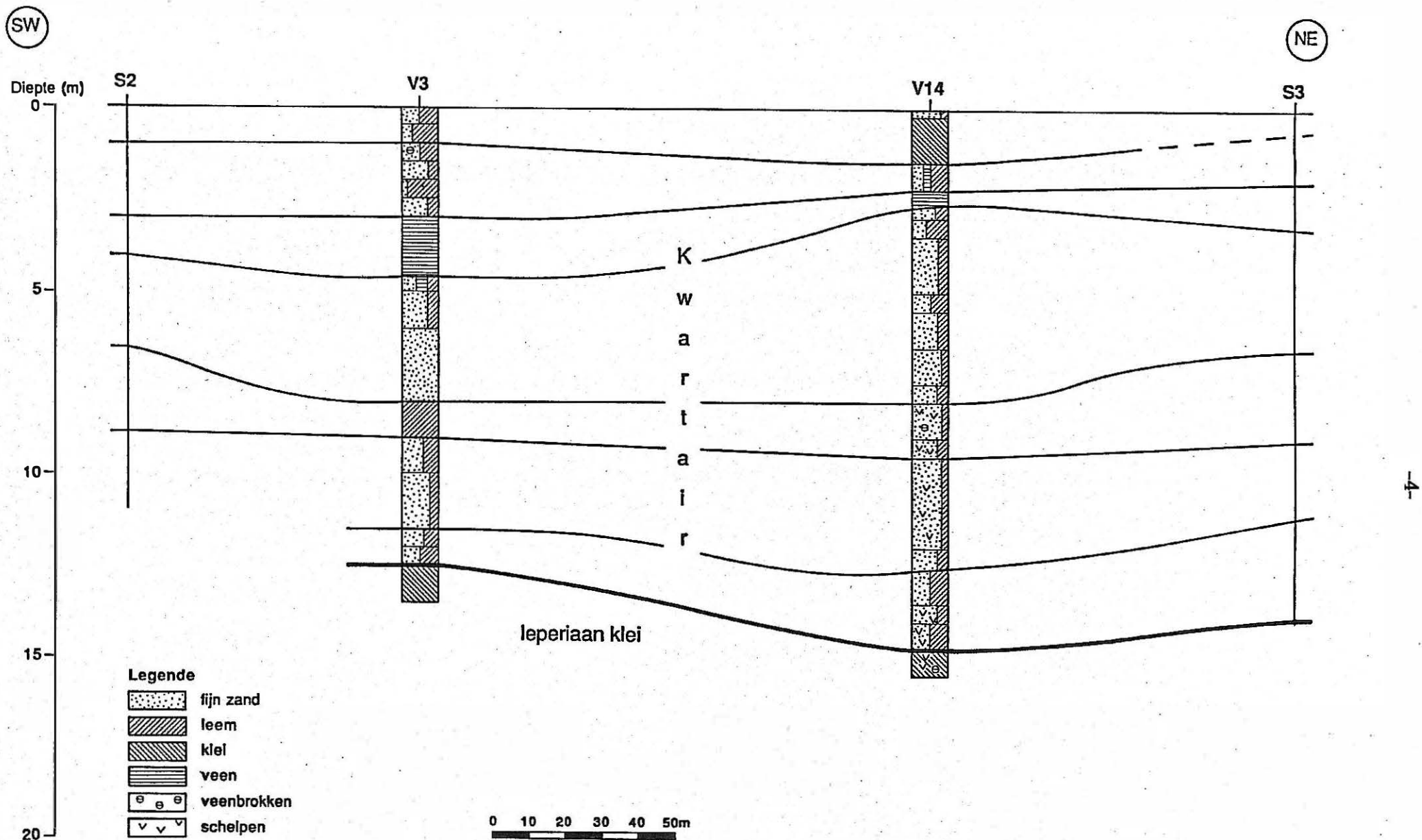


Fig. 1 - Lithologische doorsnede SW-NE doorheen het betrokken gebied

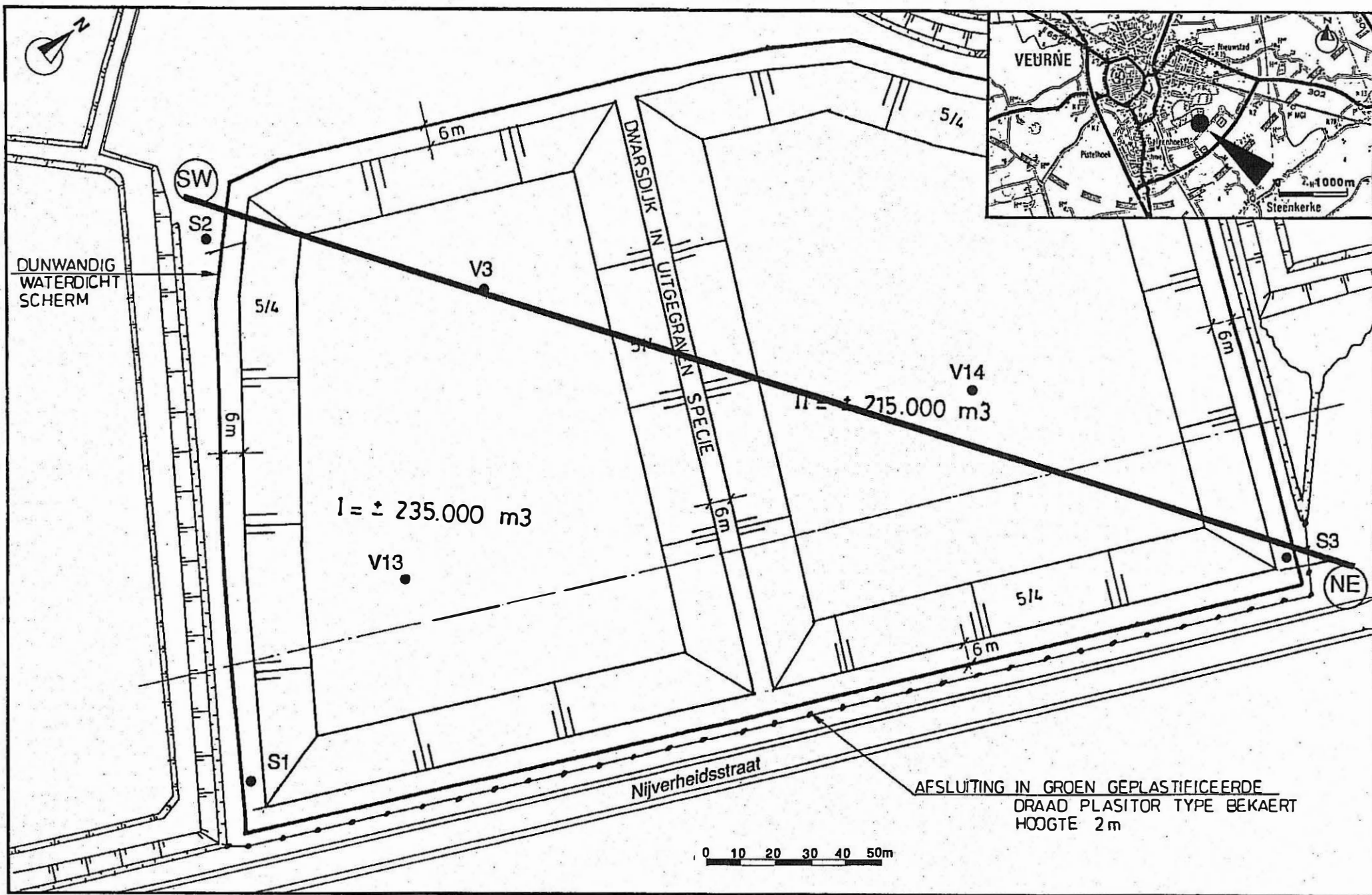


Fig. 2 - Ligging van de SW-NE doorsnede

4. SIMULATIE VAN DE STIJGHOOGTEVERLAGINGEN IN EN ROND DE ZANDWINNINGSPUT OMGEVEN DOOR EEN SLIBWAND

4.1. Numeriek model

Het numerieke model veronderstelt dat het grondwaterreservoir is opgebouwd uit meerdere lagen (doorlatend of slecht doorlatend) en dat het onderaan steeds begrensd is door een ondoorlatende laag en bovenaan door de watertafel. Door ieder van deze lagen te beschouwen als een samenstelling van een aantal coaxiale ringen (fig. 3) wordt het driedimensionele probleem, de grondwaterstroming naar de pompput, herleid tot een axiaalsymmetrisch tweedimensioneel probleem.

In het numeriek model worden de lagen van het grondwaterreservoir genummerd van onder naar boven. De horizontale stroming en de verandering in berging van iedere laag wordt er bepaald door één waarde van de horizontale doorlatendheid en door één waarde van de specifieke elastische berging. De verticale stroming tussen twee lagen wordt er beheerst door één waarde van de hydraulische weerstand tussen iedere laag. De hoeveelheid water die vrijkomt per eenheidsverlaging per oppervlakte-eenheid wordt beheerst door één ingevoerde waarde van de bergingscoëfficiënt nabij de watertafel. De verlaging in de verschillende ringen van de verschillende lagen bij de verschillende tijdstappen wordt berekend door een hybride eindig-verschil eindig-elementen methode.

De invoerparameters die het ruimte-tijd netwerk bepalen zijn het aantal lagen, het aantal ringen per laag, het aantal tijdsintervallen, de aanvangstijd, de aanvangsstraal en tenslotte de faktor die de verhouding bepaalt tussen de binnen- en buitendiameter van de opeenvolgende ringen en de verhouding tussen de begin- en eindtijd van ieder beschouwd tijdsinterval. In de lagen wordt aangenomen dat tussen twee opeenvolgende nodale cirkels de verlaging een semi-logaritmisch verloop vertoont ten opzichte van de afstand tot de pompput. Gedurende de berekende tijdsintervallen wordt een semi-logaritmisch verloop van de verlaging ten opzichte van de tijd aangenomen.

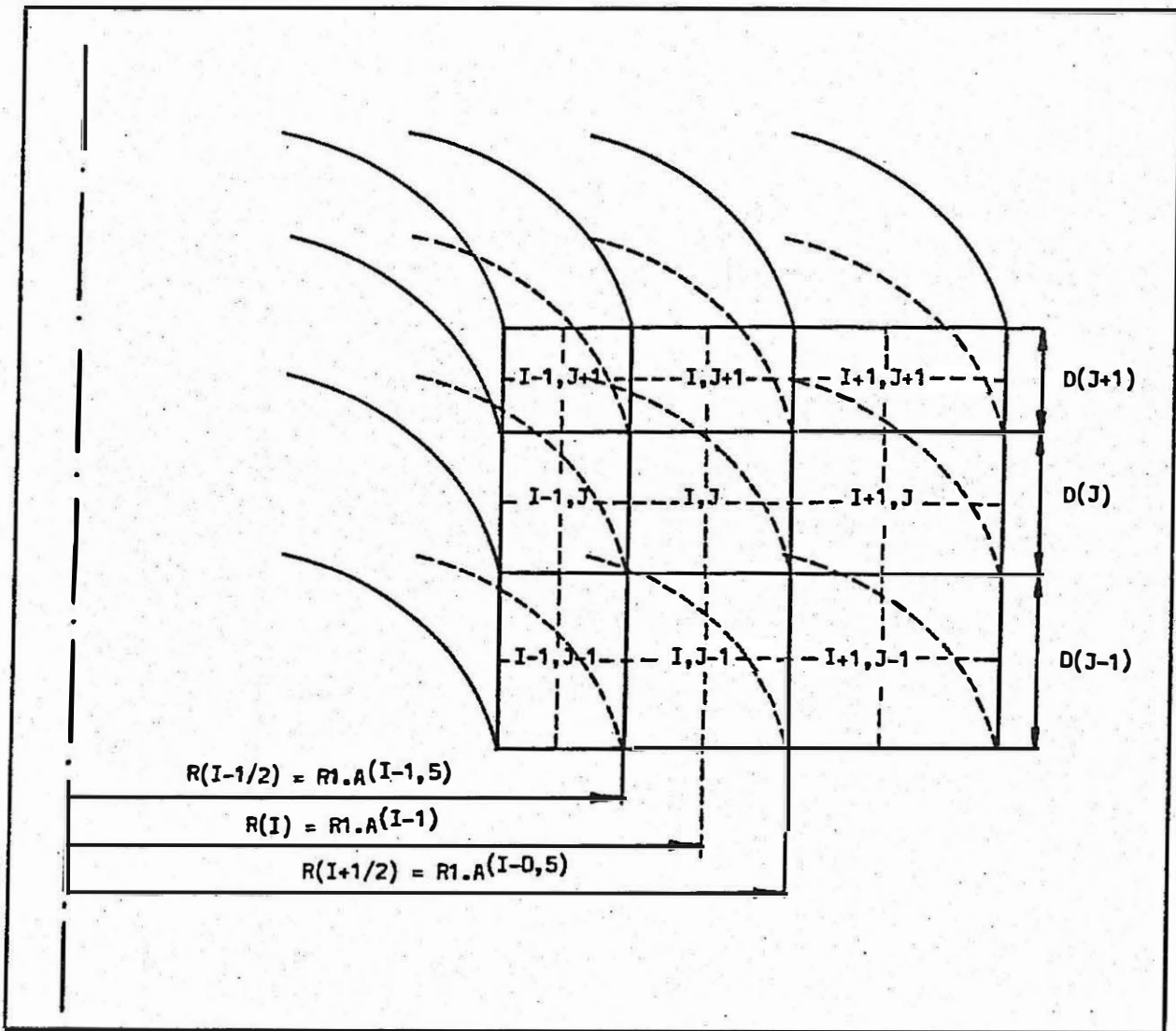


Fig. 3 - De (I,J) - de ring van het asciaal symmetrisch netwerk met zijn aangrenzende ringen. $R1$ is de aanvangsstraal. De faktor A is een konstante groter dan 1 en bij deze berekening gelijk aan $10^{0,05}$ of 1,122.

Een gedetailleerde beschrijving en een uitgebreide validatie van het model werd beschreven in LEBBE (1988).

Het numerieke model werd aangepast voor de berekening van de evolutie van de stijghoogteverlaging in een grondwaterreservoir waarin een scherm met een zeer kleine doorlatendheid werd aangebracht. Hierbij kan men voor iedere laag tussen twee opeenvolgende ringen een aparte waarde aangeven voor de horizontale doorlatendheid die verschilt van de andere waarde die reeds opgegeven werd en nog steeds geldt als horizontale doorlatendheid tussen alle andere ringen van de laag.

4.2. Schematisering van het grondwaterreservoir in het numeriek model

Het grondwaterreservoir wordt, steunend op de boorbeschrijving van boring V13, in het numeriek model in zeven lagen opgedeeld. Laag 1 komt overeen met de 0,9 m dikke fijn zandige leemlaag boven de Ieperiaanklei, die op een diepte van 12,9 m diepte voorkomt. Laag 2 omvat de leemhoudende tot sterk leemhoudende fijne zanden tussen 10 en 12 m diepte. Laag 3 van het numerieke model komt overeen met de leem met veenbrokken tussen 8,5 en 10 m diepte. Laag 4 wordt gevormd door fijne zanden met sterk wisselend leemgehalte. Laag 5 is de 0,8 m dikke veenlaag tussen 2,7 en 3,5 m diepte. Laag 6 stemt overeen met de sterk veenhoudende leemlaag tussen 2,2 en 2,7 m. Laag 7, de bovenste laag van het numeriek model, wordt gevormd door het gedeelte van de fijn zandige klei onder de watertafel.

Om de evolutie van de verlagingen in functie van de tijd te berekenen moet men de hydraulische parameters van iedere laag afzonderlijk invoeren. Deze hydraulische parameters zijn de horizontale doorlatendheid en de specifieke elastische berging voor iedere laag en de hydraulische weerstand tussen de lagen. Tenslotte moet ook de bergingscoëfficiënt nabij de watertafel ingevoerd worden.

De gemiddelde horizontale doorlatendheid van laag 2 en 4 werd gelijk gesteld aan 8 m/d, die van laag 1, 3 en 6 aan 0,04 m/d

en die van laag 5 aan 0,01 m/d. De specifieke elastische berging van de lagen 1, 2, 3, 4, 5, 6 en 7 bedragen respectievelijk $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$, $3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$, $5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$, $4 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$, $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, $6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ en $6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$. De hydraulische weerstanden tussen het midden van de lagen werden berekend in de veronderstelling dat de verticale doorlatendheid van de lagen gelijk is aan de helft van hun horizontale doorlatendheid.

In de volgende vijf paragrafen worden de resultaten van de berekende evolutie van de verlagingen weergegeven voor vijf verschillende wanden (variërende dikte en hydraulische doorlatendheid). Bij iedere berekening werd in het axiaal-symmetrisch numerieke model de werkelijke wand vervangen door een cirkelvormige wand met een straal van 141,42 m rond het centrum van de zandwinning. De buitenoppervlakte van deze cirkelvormige wand is ongeveer gelijk aan de oppervlakte van de buitenoppervlakte van de werkelijke wand. De wand wordt verondersteld tot op de Ieperiaanklei te zijn aangebracht.

4.3. Verlagingen met een wand van 0,10 m dikte ($k = 10^{-10} \text{ m/s}$)

De evolutie van de berekende verlaging in laag 4 is voorgesteld in figuur 4 in tijd-verlagings- en afstands-verlagingsgrafieken als gepompt wordt met een debiet van $120 \text{ m}^3/\text{d}$ in het centrale gedeelte van de zandwinning. In de tijd-verlagingsgrafieken worden de tijd-verlagingskurven weergegeven voor verschillende afstanden tot het centrum van de zandwinning of de symmetrie-as van de cirkelvormige wand. De beide assen zijn logaritmisch. De minimale waarde van de verlagings-as bedraagt 3,16 mm, de maximale waarde 31,6 m. Enkel de berekende verlaging vanaf de 1000ste minuut na het starten van de pumping wordt uitgezet. De evolutie van de verlaging is berekend en uitgezet na $1 \cdot 10^6$ minuten of na ongeveer 2 jaar pompen. In de afstand-verlagingsgrafieken worden de afstands-verlagingskurven uitgezet na 10^3 , 10^4 , 10^5 en 10^6 minuten pompen. Uit deze grafieken kan men dus de evolutie van de verlaging afleiden zowel binnen als buiten de cirkelvormige wand.

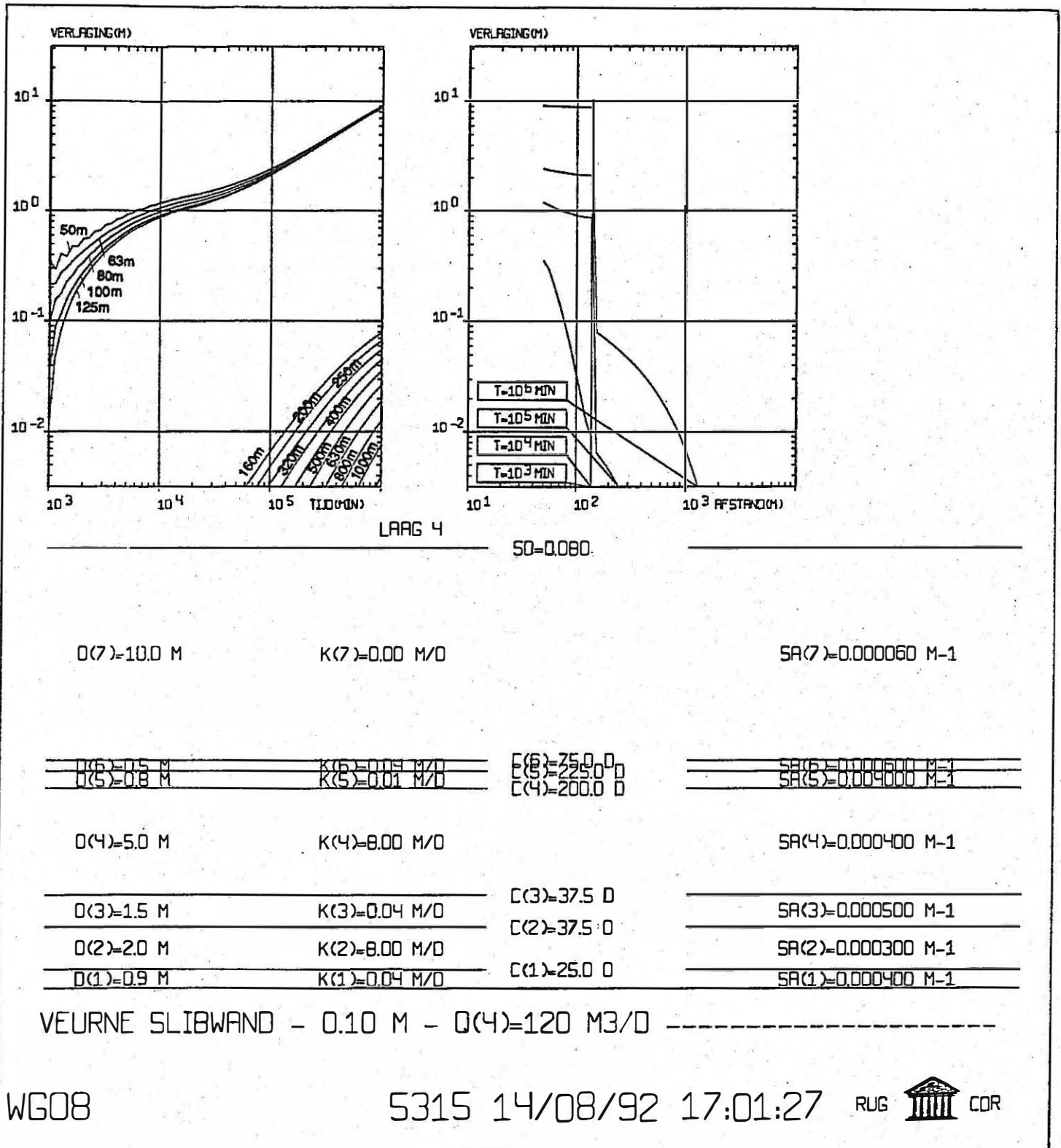


Fig. 4 - Berekende evolutie van de verlagings in laag 4 van het numerieke model bij een wand van 0,1m dikte met een gemiddelde doorlatendheid van 10^{-10} m/s bij een pomping van 120m³/d in het centrale gedeelte van de zandwinning.

Uit deze berekening blijkt dat de verlaging in laag 4 buiten de wand kleiner dan 7 mm blijft na circa 2 maand pompen en kleiner dan 80 mm na circa 2 jaar pompen. De verlaging binnen de wand bedraagt na circa 1 week pompen reeds 1 m, na circa 2 maand pompen 2,2 m en na circa 2 jaar 9 m.

4.4. Verlaging met een wand van 0,02 m dikte ($k = 10^{-10}$ m/s)

De evolutie van de berekende verlaging in laag 4 wordt voorgesteld in figuur 5 in tijd-verlagings- en afstand-verlagings-grafieken als gepompt wordt met een debiet van 120 m³/d in het centrale gedeelte van de zandwinning. De kleinste waarde van de verlagingsas bedraagt 31,6 mm, de grootste 31,6 m.

Deze berekening toont aan dat de verlaging in laag 4 gedurende de volledige periode van ca. 2 jaar buiten de wand kleiner blijft dan 150 mm. Pas na 4 maand pompen wordt de maximale verlaging buiten de wand groter dan 31,6 mm. Binnen de wand treedt de verlaging vrij vlog op. Ze is slechts weinig kleiner dan in het vorige geval met een wand van 0,10 m dikte ($k = 10^{-10}$ m/s). Na ca. 2 jaar zou de maximale verlaging 8 m bedragen.

4.5. Verlaging met een wand van 0,50 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)

De evolutie van de berekende verlaging in laag 4 wordt voorgesteld in figuur 6 in tijd-verlagings- en afstand-verlagings-grafieken als gepompt wordt met een debiet van 432 m³/d in het centrale gedeelte van de zandwinning. De minimale waarde van de verlaging is 31,6 mm, de maximale waarde is 31,6 m.

Uit de berekening blijkt dat de verlaging in laag 4 gedurende de volledige periode van ca. 2 jaar met de wand kleiner is dan 1,07 m. Na ca. 2 maand pompen zou de maximale verlaging buiten de wand reeds 0,19 m zijn. Binnen de wand treedt er zeer snel verlaging op. Na ca. 2 maand pompen zou de verlaging in de wand ca. 8 m bedragen. Indien constant met dit debiet verder zou gepompt worden zou na ca. 2 jaar de verlaging 23,5 m zijn.

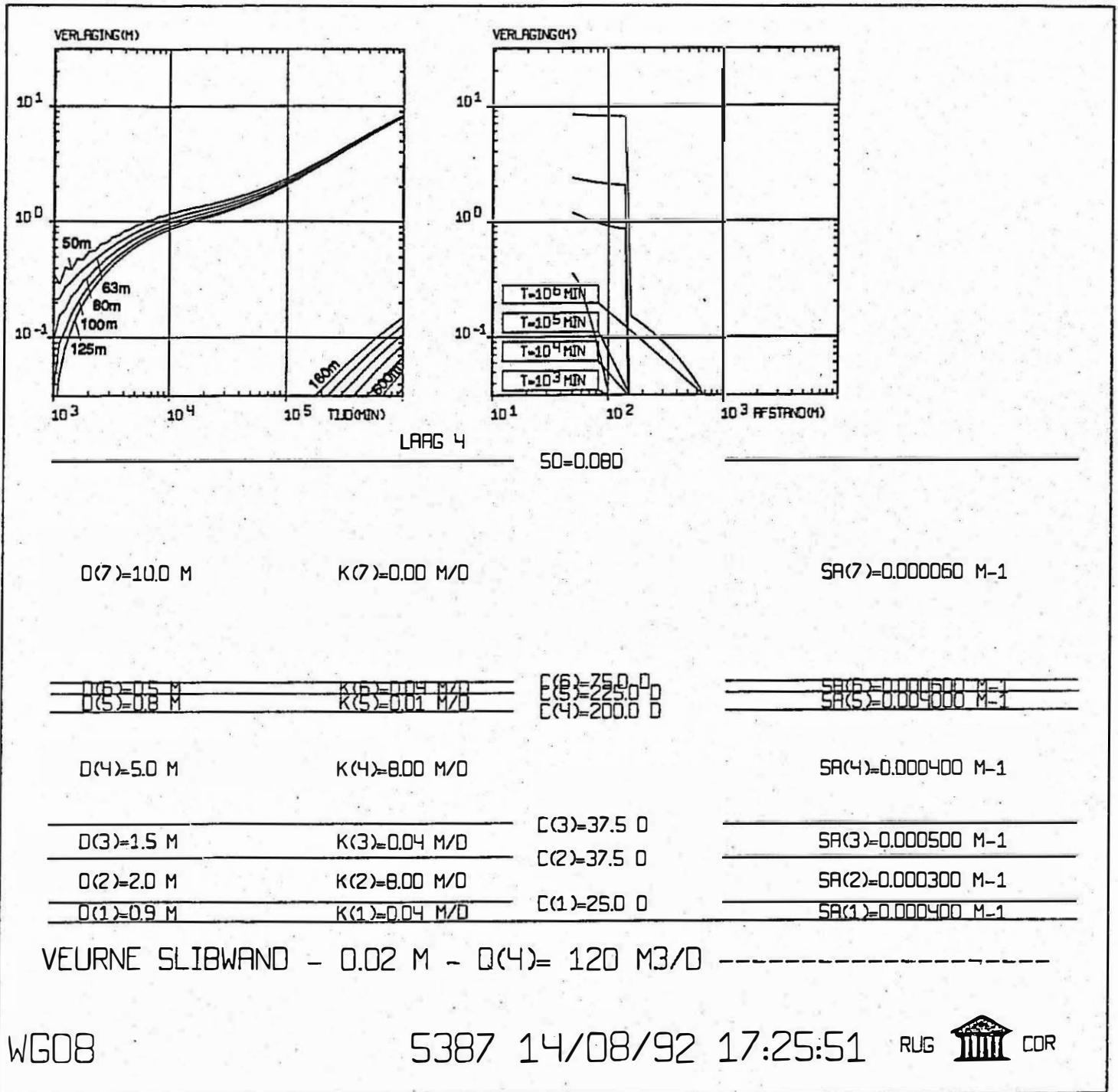
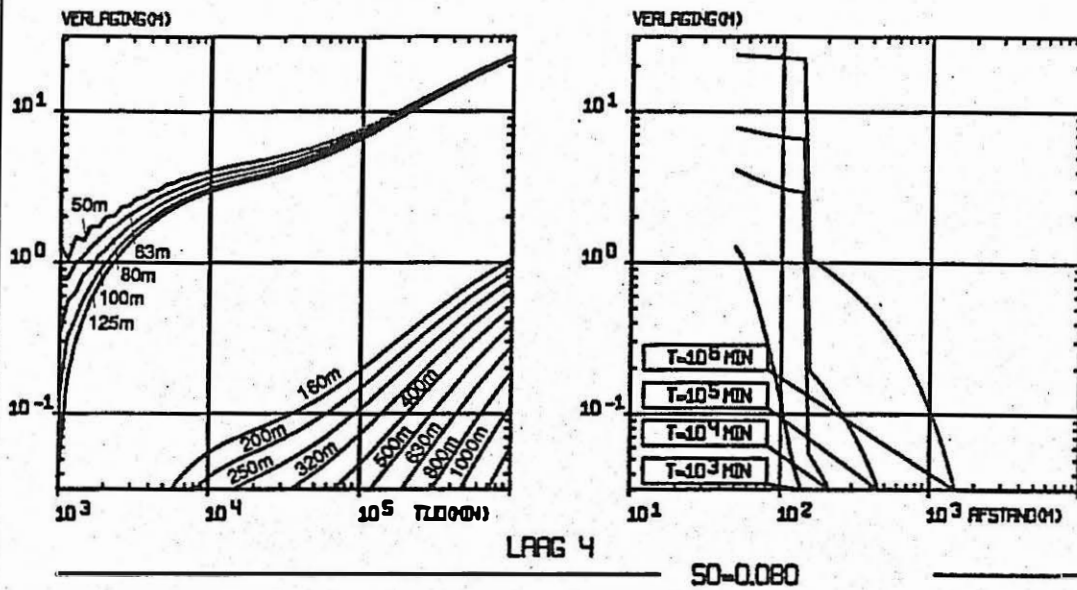


Fig. 5 .Berekende evolutie van de verlagings in laag 4 v n het numerieke model bij een w nd v n 0,02m dikte met een gemiddelde doorl tendheid v n 10⁻¹⁰m/s bij een pumping v n 120m³/d in het centrale gedeelte v n de zandwinning.



$Q(7)=10.0 \text{ M}$

$K(7)=0.00 \text{ M/D}$

$SA(7)=0.000060 \text{ M-1}$

$Q(5)=0.5 \text{ M}$ $K(5)=0.00 \text{ M/D}$ $C(5)=25.0 \text{ D}$

$SA(5)=0.000060 \text{ M-1}$

$Q(4)=5.0 \text{ M}$

$K(4)=8.00 \text{ M/D}$

$SA(4)=0.000400 \text{ M-1}$

$Q(3)=1.5 \text{ M}$ $K(3)=0.04 \text{ M/D}$ $C(3)=37.5 \text{ D}$

$SA(3)=0.000500 \text{ M-1}$

$Q(2)=2.0 \text{ M}$ $K(2)=8.00 \text{ M/D}$ $C(2)=37.5 \text{ D}$

$SA(2)=0.000300 \text{ M-1}$

$Q(1)=0.9 \text{ M}$ $K(1)=0.04 \text{ M/D}$ $C(1)=25.0 \text{ D}$

$SA(1)=0.000400 \text{ M-1}$

VEURNE SLIBWAND - 0.50 M - $Q(4)=432 \text{ M}^3/\text{D}$

WG08

4551 24/06/92 18:31:08

RUG



CDR

Fig. 6 - Berekenende evolutie van de verlagings in laag 4 van het numerieke model bij een wand van 0,5m dikte met een gemiddelde doorlatendheid van 10^{-8} m/s bij een pompings van $432 \text{ m}^3/\text{d}$ in het centrale gedeelte van de zandwinning.

Bij een wand van 0,5 m dikte met een hydraulische doorlatendheid van 10^{-8} m/s zou een debiet van 432 m³/d vanaf de 2^{de} maand te groot zijn. Indien men een verlaging van 8 m wil aanhouden binnen een dergelijke wand zou het opgepompte debiet van 432 m³/d vanaf de 2^{de} maand geleidelijk moeten verminderen tot 147 m³/d na ca. 2 jaar.

Indien men het debiet vanaf de tweede maand geleidelijk laat verminderen van 432 m³/d tot 147 m³/d, zodat de verlaging binnen de wand op 8 m gehandhaafd blijft, dan zou de maximale verlaging buiten de wand na 2 jaar slechts 0,36 m bedragen.

4.6. Verlaging met een wand van 0,10 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)

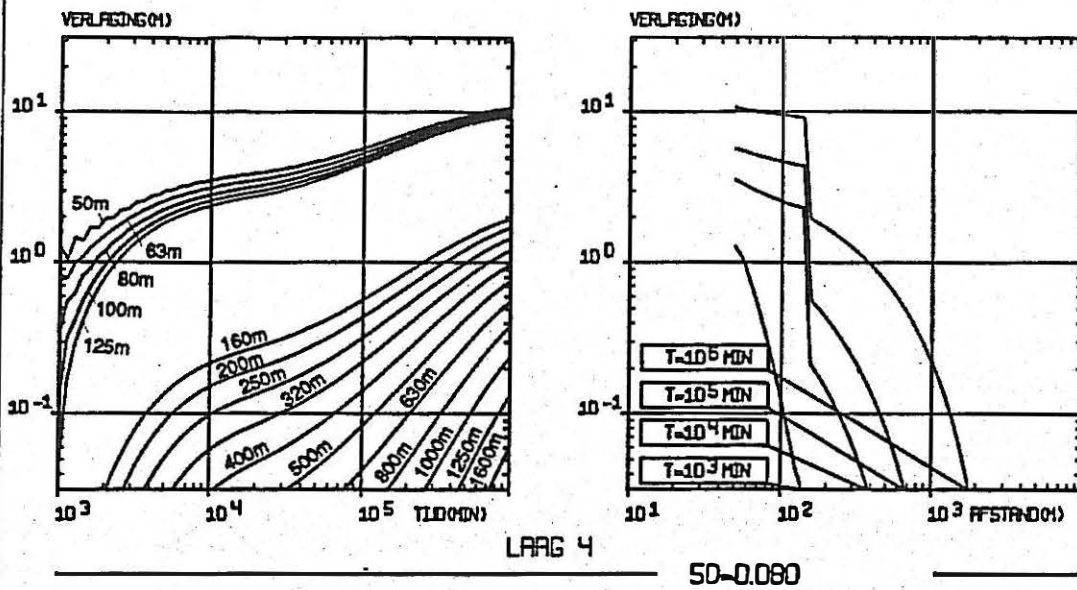
De evolutie van de berekende verlaging in laag 4 wordt voorgesteld in figuur 7 in tijd-verlagings- en afstand-verlagingsgrafieken indien gepompt wordt met een debiet van 432 m³/d in het centrale gedeelte van de zandwinning. De minimale waarde van de verlagingsas is 31,6 mm, de maximale waarde is 31,6 m.

Uit deze berekening blijkt dat de verlaging in laag 4 gedurende de volledige periode van ca. 2 jaar buiten de wand kleiner is dan 2 m. Na ca. 2 maand pompen zou de maximale verlaging buiten de wand reeds 0,58 m bedragen. Binnen de wand treedt er snel verlaging op. Na ca. 2 maand pompen zou de verlaging er in de orde van 5 m zijn, na ca. 2 jaar pompen met een debiet van 432 m³/d in de orde van 10 m.

4.7. Verlaging met een wand van 0,02 m dikte ($k = 10^{-8}$ m/s)

De evolutie van de berekende verlaging in laag 4 wordt voorgesteld in figuur 8 in tijd-verlagings- en afstand-verlagingsgrafieken indien gepompt wordt met een debiet van 432 m³/d in het centrale gedeelte van de zandwinning. De minimale waarde van de verlagingsas is 31,6 mm, de maximale waarde is 31,6 m.

Uit deze berekening blijkt dat de verlaging in laag 4 gedurende de volledige periode van ca. 2 jaar buiten de wand kleiner is dan 2,2 m. Na ca. 2 maand pompen zou de maximale verlaging



D(7)=10.0 M

K(7)=0.00 M/D

SA(7)=0.000060 M-1

D(6)=0.5 M
D(5)=0.8 M

K(6)=0.04 M/D
K(5)=0.01 M/D

C(6)=25.0 D
C(5)=225.0 D
C(4)=200.0 D

SA(6)=0.0000600 M-1
SA(5)=0.0004000 M-1

D(4)=5.0 M

K(4)=8.00 M/D

SA(4)=0.000400 M-1

D(3)=1.5 M

K(3)=0.04 M/D

C(3)=37.5 D

SA(3)=0.000500 M-1

D(2)=2.0 M

K(2)=8.00 M/D

C(2)=37.5 D

SA(2)=0.000300 M-1

D(1)=0.9 M

K(1)=0.04 M/D

C(1)=25.0 D

SA(1)=0.000400 M-1

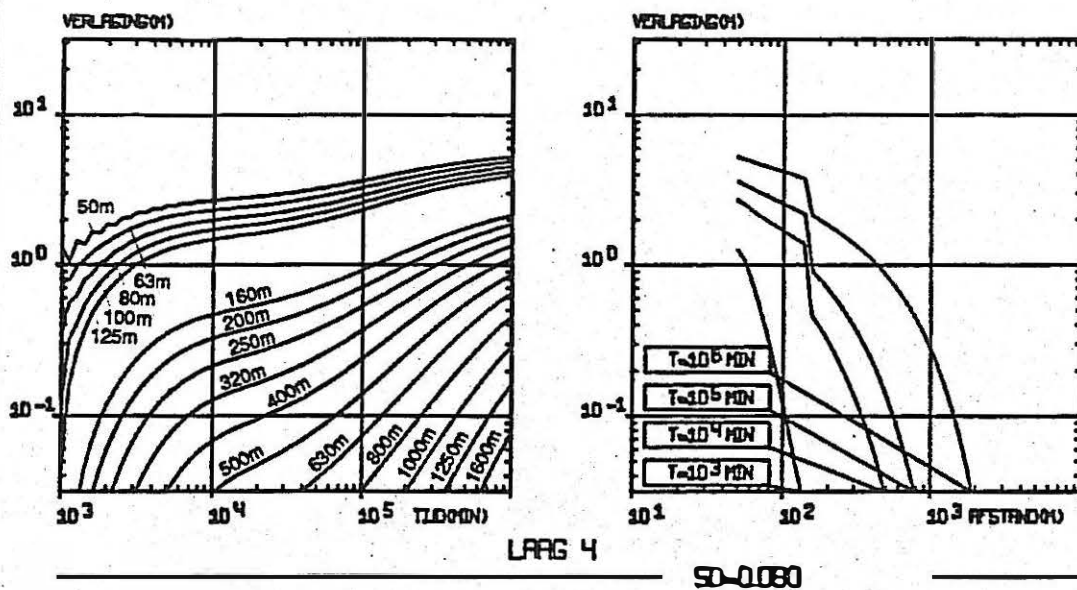
VEURNE SLIBWAND - 0.10 M - Q(4)= 432. M3/D -----

WG08

4555 24/06/92 18:12:10

RUG  COR

Fig. 7 -Berekende evolutie v n de verlaging in laag 4 v n het numer eke model bij een wand v n 0,1m dikte met een gemiddelde doorl iendheid v n 10⁻⁸m/s bij een pomping v n 432m³/d in het centr le gedeelte v n de zandwin ing.



D(7) = 10.0 M

K(7) = 0.00 M/D

SA(7) = 0.000060 M-1

D(5) = 0.5 M K(5) = 0.04 M/D C(5) = 25.0 D
D(4) = 0.8 M K(4) = 0.04 M/D C(4) = 200.0 D

SA(5) = 0.000060 M-1
SA(4) = 0.000000 M-1

D(4) = 5.0 M

K(4) = 8.00 M/D

SA(4) = 0.000400 M-1

D(3) = 1.5 M K(3) = 0.04 M/D C(3) = 37.5 D
D(2) = 2.0 M K(2) = 8.00 M/D C(2) = 37.5 D

SA(3) = 0.000500 M-1
SA(2) = 0.000300 M-1

D(1) = 0.9 M K(1) = 0.04 M/D C(1) = 25.0 D

SA(1) = 0.000400 M-1

VEURNE SLIBWAND - 0.02 M - Q(4) = 432. M3/D

WG08

4555 24/06/92 17:44:27



Fig. 8 - Bekende evolutie van de verlaging in laag 4 van het numerieke model bij een wand van 0,02m dikte met een gemiddelde doorlatendheid van 10^{-8} m/s bij een pomping van $432 \text{ m}^3/\text{d}$ in het centrale gedeelte van de zandwinning.

buiten de wand reeds 0,92 m bedragen. Binnen de wand treedt nog steeds snel verlaging op, alhoewel het minst snel van alle uitgevoerde berekeningen.

Na ca. 2 maand pompen zou de verlaging er variëren van 2,29 m tegen de binnenzijde van de wand tot 3,63 m op 50 m van het centrum van de zandwinning. Na ca. 2 jaar pompen zou de verlaging er variëren van 3,87 m tegen de binnenzijde van de wand tot 5,25 op 50 m van het centrum van de zandwinning. Dit zou echter een te kleine verlaging betekenen. In dit geval zou het opgepompte debiet tot 768 m³/d moeten worden opgedreven om binnen de zandwinning het peil ca. 8 m te doen dalen. In dit geval zou ook de verlaging buiten de wand groter zijn, maximaal 1,69 na ca. 2 maand pompen en ca. 3,91 m na 2 jaar pompen.

4.8. Kommentaar en besluiten

Bij de berekeningen is geen rekening gehouden met de vermindering in dikte van de lagen ten gevolge van de optredende verlaging. Bijgevolg zijn de gesimuleerde verlagingen binnen de wand enkel als richtinggevend te beschouwen. De berekende verlagingen buiten de wand zijn wel nauwkeurig indien men ervan uitgaat dat deze te klein zijn om sterke wijzigingen teweeg te brengen in het grondwaterstromingspatroon buiten de wand. Indien de verlagingen buiten de wand zo groot worden als bij de laatste berekening zullen deze het grondwaterstromingspatroon dermate beïnvloeden dat de grootte van de verlagingen enkel als richtinggevend kan worden beschouwd.

Het ingevoerde pompdebiet is het werkelijk opgepompte debiet verminderd met minstens het debiet afkomstig van de infiltratie.

Verder dient vermeld dat wordt aangenomen dat het grondwaterreservoir opgebouwd is uit een reeks lagen die lateraal een oneindige homogene uitbreiding hebben. Kwartaire afzettingen zijn evenwel gekenmerkt door een gelaagdheid die lateraal sterk kan veranderen.

Uit vijf berekeningen met afnemende hydraulische weerstand van de wand kunnen de volgende besluiten afgeleid worden. Binnen

de wand treden verlagingen zeer snel op. Voor een zelfde debiet daalt het peil des te sneller naarmate de wand een grotere hydraulische weerstand heeft; buiten de wand worden de verlagingen in dezelfde mate kleiner. In tabel 1 zijn voor de wanden de debieten weergegeven die men moet oppompen om binnen de wand na 10^5 minuten een verlaging te bekomen van 5 m (Q_5) en na 10^6 minuten een verlaging van 8 m (Q_8). Tevens worden de verlagingen opgegeven die juist buiten de wand zouden optreden na 10^5 minuten pompen (S_{Q_5}) en na 10^6 minuten pompen (S_{Q_8}). Voor iedere wand is de overeenkomende hydraulische weerstand, c, weergegeven. Men ziet dat met de toename van de hydraulische weerstand van de wand het debiet afneemt om na 10^5 minuten en na 10^6 minuten een verlaging van respektievelijk 5 en 8 m juist binnen de wand te bekomen. Men merkt tevens dat de verlaging juist buiten de wand verandert in funktie van de hydraulische weerstand van de wand.

Tenslotte dient te worden opgemerkt dat de berekeningen uitgevoerd werden op grond van een ruwe schatting van de hydraulische parameters van de verschillende lagen. Nauwkeuriger waarden kunnen enkel worden geleverd door het uitvoeren van een pompproef. Men kan hierbij opmerken dat men de huidige moeilijkheden grotendeels had kunnen vermijden door een degelijke voorstudie die, op grond van een pompproef, de dikte van de wand en de te treffen maatregelen had kunnen preciseren.

Tabel 1. Pompdebieten in functie van wanddikten en hydraulische weerstanden voor verlagingen van 5 en 8 m binnen de wand en overeenstemmende verlagingen aan de buitenkant van de wand

Dikte wand in m	k^h wand in m/s	c wand in s	Q_5 na 10^5 min in m ³ /d	Q_8 na 10^6 min in m ³ /d	S_{Q5} op 160 m na 10^5 min in m	S_{Q8} op 160 m na 10^6 min in m
0,1	10^{-10}	$1 \cdot 10^9$	287	107	0,016	0,071
0,02	10^{-10}	$2 \cdot 10^8$	300	120	0,034	0,151
0,5	10^{-8}	$5 \cdot 10^7$	333	147	0,189	0,356
0,1	10^{-8}	$1 \cdot 10^7$	486	375	0,632	1,736
0,02	10^{-8}	$2 \cdot 10^6$	951	540	2,007	2,684

5. BESPREKING VAN DE NOTA : "Hydraulische eigenschappen van de wand en van de bodem afgeleid uit de peilbuizen en debietmetingen".

1.0.5257 GE/ACG, 10 juni 1992, Brussel.

Steunend op een formule wordt hier de hydraulische doorlatendheid van de wand afgeleid.

Deze formule is :

$$\frac{K_p}{e_p} = \frac{Q_o}{(P-S) \left(\frac{P-S}{2} + M-P \right)}$$

waarbij :

K_p de hydraulische doorlatendheid van de wand (m/s),

e_p de dikte van de wand (m),

Q_o het debiet dat door de wand perkoleert (m³/s per strekkende meter wand),

S de waterverlaging aan de buitenkant (m),

P de waterverlaging aan de binnenkant (m) en

M de oorspronkelijke dikte van de watervoerende lagen (m) is.

Bij deze formule wordt verondersteld dat de verlagingen onmiddellijk voor en achter de wand worden waargenomen. In werkelijkheid worden deze verlagingen op een zekere afstand van de wand waargenomen. Houdt men hiermee echter rekening dan wordt de formule :

$$\frac{e_p}{K_p} + \frac{a+b}{K_n} = \frac{(P-S) * (M-P + (P-S)/2)}{Q_o}$$

waarbij :

a en b de afstand zijn respectievelijk van de binnenste piëzometers tot de binnenkant van de wand en van de buitenkant van de wand tot de buitenste piëzometer,

K_n de hydraulische doorlatendheid van het natuurlijke materiaal, bv. $2 \cdot 10^{-5}$ m/s.

$\frac{e_p}{K_p}$ de hydraulische weerstand van de wand en

$\frac{a + b}{K_n}$ de hydraulische weerstand van het natuurlijke materiaal gelegen tussen de twee piëzometers in.

De weerstand van het natuurlijk materiaal gelegen tussen de twee piëzometers wordt niet in rekening gebracht bij de in de nota vooropgestelde formule.

Het binnen de wand opgepompte gemiddelde debiet wordt in de bovenvermelde nota te laag ingeschat (namelijk 11,5 m³/uur). Men houdt er rekening met een gemiddelde jaarlijkse infiltratiesnelheid van 0,5 m/j om het geïnfiltreerd debiet van de maand mei in te schatten. Steunend op de meteorologische gegevens voor Koksijde afkomstig van de Meteo-Wing voor de periode 1957-1976, werd de gemiddelde infiltratiesnelheid voor de maand mei berekend op 0,026 m/j (LEBBE, 1978). Hieruit volgt dat het debiet afkomstig van het geïnfiltreerde regenwater met een faktor twintig overschat wordt.

Daarenboven zijn de debieten gemeten over een te korte periode. Normaal moeten debieten regelmatig gemeten of beter geregistreerd worden. Uit de aangewende gegevens kan men evengoed afleiden dat het gemiddelde opgepompte debiet aan grondwater gelijk is aan 17,9 m³/uur in plaats van 15 m³/uur. Men kan dus besluiten dat het gemiddelde opgepompte debiet gedurende de maand mei eerder 17,7 m³/uur is in plaats van 11,5 m³/uur zoals voorgesteld in de nota.

Past men deze formule toe met een gemiddelde waarde van instroming dan verkrijgt men enkel een waarde voor de gemiddelde doorlatendheid van de ganse wand. Uit de veldwaarnemingen bleek echter duidelijk dat er zwakke plaatsen in de wand voorkomen. Het leidt geen twijfel dat op de plaatsen met de grootste doorlatendheid het stijghoogteverschil het geringst is en bijgevolg het debiet dat door de wand vloeit het grootst is. Houdt men hiermee geen rekening bij de toepassing van de nieuwe formule dan bekomt men een hydraulische weerstand e_p/K_p van de wand als volgt.:

$$\frac{e_p}{K_p} = \frac{P-S * (M-P+(P-S)/2)}{Q_o} - \frac{a+b}{K_n}$$

met :

$$M = 10 \text{ m,}$$

$$a+b = 15,4 \text{ m (afstand peilbuis P13-P14) min dikte wand),}$$

$$K_n = 2.10^{-5} \text{ m/s,}$$

$$P = 7,30 \text{ m (04/03/92 in P14),}$$

$$S = 4,50 \text{ m (04/03/92 in P13) en}$$

$$Q_o = 17,7 \text{ m}^3/\text{h per strekkende meter wand of } 4,92.10^{-6} \text{ m}^2/\text{s per strekkende meter wand}$$

verkrijgt men :

$$\frac{e_p}{K_p} = \frac{2,80 * (2,7 + 1,4)}{4,92.10^{-6}} - \frac{15,4}{2.10^{-5}}$$

$$= (2,8 * 4,1)/4,92.10^{-6} - 15,4/2.10^{-5}$$

$$= 2.33.10^{-6} - 7,7.10^{-5}$$

$$= 1,56.10^{-6} \text{ s.}$$

Als voor K_p een waarde van 1.10^{-8} s wordt aangenomen is e_p gelijk aan $1,56.10^{-2} \text{ m}$

REFERENTIES

LEBBE, L. (1978). Hydrogeologie van het duinengebied ten westen van De Panne. 164 p. Rijksuniversiteit Gent : Geologisch Instituut (Doctoraatsverhandeling).

LEBBE, L. (1988). Uitvoering van pompproeven en interpretatie door middel van een invers model. 563 p. Rijksuniversiteit Gent : Geologisch Instituut (Aggregaatsverhandeling voor Hoger Onderwijs).